

ANALISI DEL RISCHIO SISMICO DEL CAMPANILE DELLA COLLEGIATA DI SANTA MARIA ASSUNTA A SAN GIMIGNANO (SIENA)

Gianni BARTOLI, Michele BETTI, Fabio IOCCO, Silvia MONCHETTI

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale, Università degli Studi di Firenze

SOMMARIO

La memoria riassume i risultati ottenuti circa la valutazione della vulnerabilità e del rischio sismico di una delle torri medioevali analizzate nel corso del progetto di ricerca RiSEM (Rischio sismico negli Edifici Monumentali). Il progetto, finanziato dalla Regione Toscana nell'ambito dei fondi PAR FAS 2007-2013, ha analizzato come caso di studio applicativo le torri medioevali di San Gimignano (Siena) in quanto, grazie alla loro omogeneità tipologica e costruttiva, sono state ritenute un banco di prova di significativa rilevanza. Nello specifico il lavoro riassume il percorso di valutazione del rischio sismico del campanile della Collegiata di Santa Maria Assunta. Le analisi di rischio sismico sono state sviluppate in riferimento alle indicazioni contenute nelle "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale", e nella memoria sono riassunti e confrontati i risultati ottenuti per i tre livelli di valutazione ivi previsti: LV1 (analisi a livello territoriale), LV2 (analisi locale) e LV3 (analisi globale).

ABSTRACT

The paper summarizes the seismic risk analyses performed on one of the historic masonry towers analysed within the research project RiSEM (Seismic Risk of Monumental Buildings): the bell-tower of the Collegiata of Santa Maria Assunta in San Gimignano (Siena). The project, financially supported by the Region of Tuscany (PAR FAS 2007-2013), selected the historic towers in the city centre of San Gimignano as a relevant case study, and the paper shortly reports the analyses performed on the bell-tower of the Collegiata. The analyses were performed with reference to the Italian "Guidelines for the assessment and mitigation of the seismic risk of the cultural heritage" and the paper summarizes and compares the results obtained with respect the three levels of evaluation there defined: LV1 (analysis at territorial level), LV2 (local analysis) and LV3 (global analysis).

1. INTRODUZIONE

Esiste un legame inscindibile tra conservazione del territorio, fruizione dell'architettura storica e sviluppo sociale ed economico [1]; ed il centro storico del Comune di San Gimignano (Siena), grazie al tessuto relazionale storico-architettonico delle torri medioevali tuttora presenti, ne rappresenta un caso emblematico. Delle 72, tra torri e case-torri, esistenti nel periodo d'oro del Comune, ridotte a venticinque nel 1580, dal medioevo ne sono giunte pressoché intatte 13 (altre sono state scapitozzate ed integrate nel tessuto urbano). Le torri in muratura, tra gli edifici storici a carattere monumentale, rappresentano una specifica tipologia costruttiva che caratterizza non solo il centro storico di San Gimignano ma

anche molti degli agglomerati urbani di origine medioevale presenti sul territorio italiano. Data l'intrinseca vulnerabilità sismica di questa tipologia strutturale, testimoniata dai numerosi crolli nel corso dei secoli, non ultimo quello della torre campanaria della chiesa di Sant'Agostino di Amatrice a seguito del recente evento sismico del 2016, le "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale" [2] dedicano una specifica sezione alle torri in muratura.

Il tema del rischio sismico delle torri è stato affrontato recentemente dal progetto di ricerca RiSEM "Rischio Sismico negli Edifici Monumentali" [3], un progetto di ricerca biennale finanziato dalla Regione Toscana nell'ambito di un bando PAR FAS avviato nel 2011 che ha avuto lo scopo

di sviluppare e testare metodologie innovative e speditive (in generale senza contatto diretto con i manufatti in muratura) per valutare le principali caratteristiche strutturali di edifici monumentali necessarie per la successiva valutazione del rischio sismico. Le torri medioevali di San Gimignano grazie alla loro omogeneità tipologica e costruttiva, sono state ritenute un significativo banco di prova per validare le tecniche di indagine messe a punto nella ricerca. Il progetto è stato sviluppato da un gruppo di ricerca che ha incluso due università toscane (Firenze e Siena), attraverso quattro dipartimenti provenienti da diverse aree scientifiche, oltre all'Amministrazione Comunale di San Gimignano. Uno degli obiettivi del progetto è stato quello di validare nuove metodologie di indagine dette "non a contatto", di tipo speditivo ed a basso costo, per ricavare le caratteristiche strutturali necessarie alla valutazione sommaria del rischio sismico collegato ad un edificio di carattere monumentale. La metodologia operativa adottata nella ricerca ha previsto: a) la valutazione della pericolosità sismica e delle interazioni suolo-struttura; b) l'acquisizione delle caratteristiche geometriche e ricostruzione dell'evoluzione storica delle torri; c) la valutazione delle loro caratteristiche statiche e dinamiche attraverso tecniche di indagine non convenzionali (identificazione strutturale); d) la valutazione della vulnerabilità sismica con la definizione di corretti stati limite finalizzati ad individuare i livelli di sicurezza per i beni culturali, considerando sia il problema della conservazione sia quello della sicurezza; e) la valutazione del rischio sismico.

A lato di attività propriamente di ricerca, il progetto ha voluto anche verificare, traendo profitto dalla possibilità di investigare sul campo le torri medioevali, la metodologia di analisi per la valutazione del rischio sismico degli edifici a torre contenute nelle Linee Guida [2]. Ponendosi in questo secondo ambito, la memoria illustra, proseguendo una discussione già avviata con precedenti memorie ([4] [5] [6]), il percorso di valutazione proposto nel documento citato e articolato sui tre livelli LV1 (analisi a livello territoriale), LV2 (analisi locale) e LV3 (analisi globale), riportando le analisi parametriche condotte sul campanile della Collegiata. Quindi, dopo una breve descrizione della torre oggetto dello studio, il percorso di indagine delineato dalle Linee Guida [2] viene sviluppato per intero e riassunto, ponendo particolare attenzione alla sensibilità degli indici di rischio sismico in funzione della variabilità dei parametri analizzati.

2. ASPETTI GEOMETRICI E COSTRUTTIVI, E CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI MATERIALI

La Collegiata di Santa Maria Assunta a San Gimignano (Figura 1) si erge sulla sommità di un'ampia scalinata prospettica che domina la piazza principale del Comune. Eretta intorno all'anno mille, essa viene consacrata al culto nel 1148. Diverse sono le modifiche e ristrutturazioni che la interessano nel corso dei secoli. Una fra le prime è databile attorno al 1239, ed interessa la rotazione dell'orientamento dell'intero complesso. Al posto della vecchia abside si erige una nuova facciata che viene così a rivolgersi verso l'attuale piazza Duomo, sulla quale stavano allora sorgendo gli altri edifici sedi del potere civile della città e dove transitava la via Francigena. Successivi interventi, nel 1460, sono riconducibili a Giuliano da Maiano e riguardano l'allungamento della crociera e del presbiterio oltre alla realizzazione di ulteriori cappelle.

Dell'intero complesso (Figura 2), il campanile è l'elemento più antico. Esso nasce come struttura a torre indipendente e viene inglobato e trasformato solo successivamente in campanile, attraverso l'apertura delle ampie monofore in sommità per la collocazione delle campane, nella trasformazione del 1239. Nell'ampliamento del 1460 la torre, ruotata rispetto all'asse longitudinale del Duomo,



Fig.1. La Collegiata di Santa Maria Assunta e il campanile visti da piazza Duomo

viene accorpata nell'attuale area absidale ed è interessata da un intervento di parziale demolizione che la priva di parte dello spigolo inferiore rivolto verso il coro (Figura 3). Poiché la torre aveva una posizione che collideva con l'estensione che avrebbe assunto l'abside, per l'intera altezza di quest'ultima si rese necessario demolire una porzione della parete d'ambito della torre. Al di sopra



Fig. 2. Il campanile della Collegiata

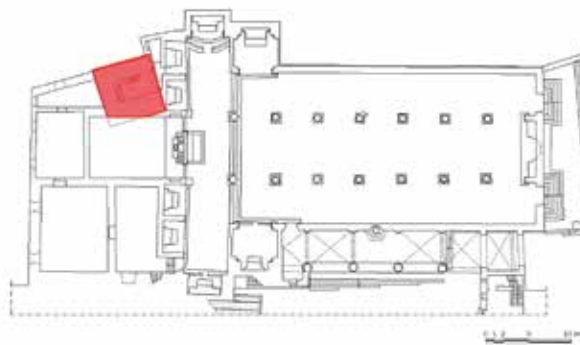


Figura 3. Planimetria Collegiata

del livello delle volte dell'abside, la torre mantiene invece l'originaria consistenza planimetrica. Sotto il profilo geometrico, la torre ha un'altezza pari a circa 36.6 m rispetto al piano terreno, e circa 38.8 m rispetto al piede del muro sul lato settentrionale. Le dimensioni esterne in pianta, pari a circa 7x7 m, rimangono pressoché costanti con l'altezza, mentre gli spessori delle pareti si riducono partendo da un massimo di 2.4 m alla base fino ad un minimo di 1.9 m in sommità. Nei livelli superiori all'abside non si osservano riduzioni delle sezioni murarie, se non strette brecce per realizzare delle finestre. Al piano terra della torre si osserva l'esistenza di un vano rettangolare coperto da una volta a botte in pietrame, esteso fino al filo esterno della torre. Da questo ambiente, tramite una scala in muratura, si accede al livello superiore: il passaggio attraverso la volta a botte si attua tramite un'apertura in rottura di muro, che appare come un collegamento realizzato con ogni probabilità quando la torre

divenne il campanile del Duomo. Attualmente da questo livello si accede alla sommità della torre tramite un elegante sistema di scale e impalcati metallici di recente realizzazione (Figura 4).

Nel vano della torre si conservano cinque livelli di mensole lapidee in cui insistevano i solai lignei intermedi. Questi impalcati sono stati probabil-

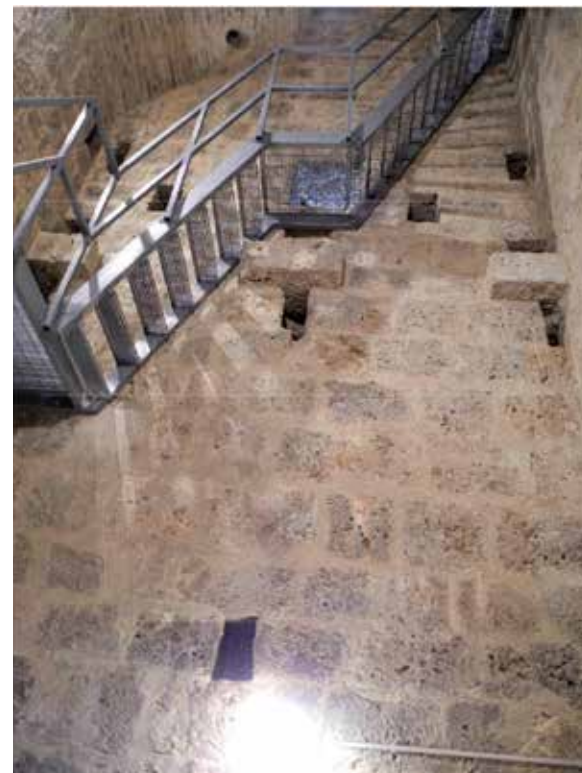


Fig. 4. Viste del paramento interno del campanile

mente dismessi a seguito della trasformazione della torre in campanile, quando il corpo interno venne suddiviso in tre parti all'incirca uguali mediante volte a botte in mattoni. Per quanto riguarda la cella campanaria, i paramenti murari risultano analoghi a quelli dei livelli inferiori, mentre è completamente diverso il materiale lapideo che contorna i quattro fornicelli della cella: si potrebbe così ipotizzare che la torre abbia conservato l'altezza originaria e che, mediante brecce, la cella campanaria sia stata ricavata su muri preesistenti. La non prossimità con ambienti abitativi ha limitato in questo caso, a differenza di altre torri presenti nel centro storico, le demolizioni ai livelli inferiori. Escluso quella ampia al piano terra, ai livelli superiori sono state realizzate tre limitate brecce per ottenere due finestrelle e un passaggio per accedere al sottotetto della Collegiata. Sotto il profilo del materiale, la torre della Collegiata, al pari delle altre torri di San Gimignano, è realizzata con una muratura di elevata qualità, realizzata secondo la regola dell'arte, costituita da due paramenti (esterno ed interno) separati da un nucleo più o meno consistente (secondo la tipologia di muratura "a sacco"). Gli elementi lapidei sono poco degradati, hanno forma squadrata, con prevalenza di blocchi di grandi dimensioni, presumibilmente disposti anche con funzione di diatoni (Figura 5). La malta risulta in buono stato di conservazione, con giunti di dimensioni limita-



Fig. 5. Paramento esterno campanile (dettaglio)

te. La tessitura muraria, inoltre, è regolare in termini di organizzazione dei filari orizzontali e con un buon sfalsamento dei giunti verticali. Data la natura della ricerca, che prevedeva analisi di tipo speditivo con l'obiettivo di validare le indicazioni delle Linee Guida [2], i parametri meccanici dei materiali sono stati selezionati riferendosi alla Circolare del 2009 [7]. Da un'analisi visiva del paramento (Figura 5) in si può inferire che la muratura costituente il campanile della Collegiata corrisponde alla tipologia "muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)". Ad essa si ritiene possibile attribuire caratteristiche migliorative per la presenza di malta di buona qualità e giunti sottili ma anche peggiorative per la presenza di un nucleo interno ampio rispetto ai paramenti le quali, attraverso i coefficienti correttivi indicati nella [7]. Assumendo per il caso in esame il Livello di Conoscenza LC1 (che si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico e limitate verifiche in situ sui dettagli costruttivi e sulle proprietà dei materiali), si perviene ai valori riportati nella Tabella 1, utilizzati nel seguito per le analisi parametriche.

Tabella 1. Caratteristiche meccaniche della muratura (f_m resistenza a compressione; τ_0 resistenza a taglio; E modulo di Young; G modulo di taglio; w peso specifico).

Muratura	f_m (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
Muratura a conci di pietra tenera	2.84	0.047	2200	730	16

3. ANALISI DI RISCHIO SISMICO

In relazione al percorso di analisi delineato dalle Linee Guida [2], le analisi di rischio sismico della torre della Collegiata sono state svolte valutando sia la risposta locale sia la risposta globale. La prima (analisi LV2) è stata analizzata con il metodo dei cinematismi di collasso ricorrendo all'analisi cinematica lineare. La risposta sismica globale è stata investigata sia con schemi semplificati (analisi LV1, ovvero applicando il metodo di analisi a scala territoriale) sia ricorrendo a modelli numerici dell'intera struttura (analisi LV3). Le analisi LV1 hanno lo scopo di stilare una graduatoria di rischio sismico dei beni tutelati; le analisi LV2 e LV3 sono mirate ad una più accurata valutazione del grado di sicurezza della struttura per evidenziare le carenze strutturali da eliminare con interventi di miglioramento (LV2) o di adeguamento (LV3).

La pericolosità sismica di base è stata valutata secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche per le Costruzioni [8]. Considerando la posizione geografica di San Gimignano sono stati individuati i parametri caratteristici $a_g = 0.141 g$, $F_0 = 2.479$ e $T_C^* = 0.276 s$ dello spettro per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV, evento con periodo di ritorno $T_{R,SLV} = 475 \text{ anni}$ e probabilità di superamento pari al 10% nel periodo di riferimento $V_R = 50 \text{ anni}$; nel caso in esame, avendo assunto un valore del coefficiente d'uso $C_U = 1$, il valore del periodo di riferimento coincide con il valore della vita nominale V_N). Per quanto riguarda la determinazione delle caratteristiche geologiche e geomorfologiche del sottosuolo, in riferimento ai risultati ottenuti nell'ambito del progetto RiSEM, si è assunta una categoria di sottosuolo B ed una categoria topografica T2 e si è utilizzato il coefficiente $\eta=1$. Da questi si ricava lo spettro di risposta elastico in accelerazione relativo al sito in esame.

I risultati delle analisi di rischio discusse nel seguito sono espressi sulla base di due indici che esprimono, in modo sintetico, il rapporto tra la capacità e la domanda sismica. Il primo, detto indice di sicurezza sismica, è definito come il rapporto tra il periodo di ritorno di un sisma che porta al collasso la struttura e quello relativo al raggiungimento dello SLV:

$$I_{S,SLV} = \frac{T_{SLV}}{T_{R,SLV}} \quad (1)$$

Il secondo indice è detto fattore di accelerazione e rappresenta il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo che porta il manufatto al raggiungimento della condizione limite e quella di riferimento per lo SLV (entrambe valutate su una superficie orizzontale con sottosuolo di categoria A):

$$f_{a,SLV} = \frac{a_{SLV}}{a_{g,SLV}} \quad (2)$$

Valori degli indici superiori all'unità indicano che la struttura è adeguata nei confronti di un determinato evento sismico di progetto. Viceversa, valori inferiori all'unità esprimono una criticità (da approfondire eventualmente con studi di maggiore dettaglio).

4. LV1 - ANALISI A SCALA TERRITORIALE

I meccanismi di danno e collasso di questa tipologia strutturale sono molteplici e dipendono da vari fattori; i principali sono la geometria (intesa come rapporto di snellezza) e le caratteristiche

costruttive (qualità muraria e ammorsamenti). Per una valutazione quantitativa di rischio sismico a carattere speditivo le Linee Guida [2] propongono uno schema semplificato di analisi secondo il quale la struttura viene assimilata ad una mensola sollecitata da un sistema di forze orizzontali che può andare in crisi, in una generica sezione, per schiacciamento nella zona compressa a seguito di una parzializzazione della sezione a trazione. La verifica, a pressoflessione, viene effettuata confrontando il momento agente di calcolo (domanda) con il momento ultimo resistente (capacità) a diverse altezze, non essendo possibile identificare a priori la sezione più critica a causa di rastremazioni nello spessore della muratura ed indebolimenti per la presenza di aperture. La torre viene così considerata come composta da n settori con caratteristiche geometriche uniformi, effettuando le verifiche in corrispondenza di ogni cambio di sezione e per le due direzioni principali.

La capacità sismica della struttura è stimata assumendo uno schema di struttura a mensola incastrata con modalità di collasso per pressoflessione. Secondo tale schema il momento resistente $M_{u,i}$ nella sezione i -esima si può valutare mediante l'espressione seguente:

$$M_{u,i} = \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{2} \cdot \left(b_i - \frac{\sigma_{0i} \cdot A_i}{0.85 \cdot f_d \cdot a_i} \right) \quad (3)$$

dove σ_{0i} è la tensione di compressione media dovuta ai carichi gravitazionali, f_d è la resistenza a compressione di calcolo della muratura, mentre A_i , b_i , a_i , sono l'area della sezione depurata da eventuali aperture e le dimensioni dei lati rispettivamente paralleli e ortogonali alla direzione sismica considerata.

Il momento sollecitante, la domanda sismica, è valutato applicando alla mensola una distribuzione lineare in altezza di forze orizzontali F_i , determinate a partire dalla pericolosità sismica del sito. Tali azioni, da applicarsi nel baricentro di ogni concio, sono determinate tramite l'espressione seguente:

$$F_i = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot z_k} \cdot \frac{0.85 \cdot S_d(T_1) \cdot W}{g} \quad (4)$$

dove W_i è il peso del concio i -esimo, z_i la quota del suo baricentro rispetto alla fondazione, $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, determinata a partire dallo spettro elastico diviso per un fattore di struttura q (assunto, per il caso in esame, pari a 2.8, per la presenza di

bruschi cambiamenti di rigidità lungo l'altezza), T_1 è il periodo fondamentale di vibrazione della torre, W è il peso complessivo della struttura e g è l'accelerazione di gravità. Nota l'entità delle azioni sismiche, è possibile calcolare la risultante agente nell' i -esima sezione di verifica:

$$F_{hi} = \frac{\sum_{k=1}^n W_k \cdot z_k}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot z_k} \cdot \frac{0.85 \cdot S_d(T_1) \cdot W}{g} \quad (5)$$

mentre l'altezza z_{F_i} cui applicare la forza F_{hi} viene valutata attraverso la seguente:

$$z_{F_i} = \frac{\sum_{k=i}^n W_k \cdot z_k^2}{\sum_{k=i}^n W_k \cdot z_k} - z_{i^*} \quad (6)$$

dove z_k è la quota del baricentro della massa del k -esimo settore rispetto alla base, avente peso W_k e z_{i^*} è la quota dell' i -esima sezione di verifica rispetto alla base. Il momento sollecitante $M_{s,i}$, da confrontare con il momento resistente $M_{u,i}$, vale quindi:

$$M_{s,i} = F_{hi} \cdot z_{F_i} \quad (7)$$

La selezione dei conci in cui suddividere la torre, risponde all'esigenza di ottenere porzioni con caratteristiche geometriche pressoché uniformi, tenendo conto tra l'altro di: i) quota di inizio e fine delle aperture considerate e quota di inizio della cella campanaria; ii) eventuali quote di stacco, dove per quota di stacco si intende quel punto in cui la struttura cessa di essere a contatto con altre eventuali strutture adiacenti; iii) quota in cui si riscontra una rastremazione nello spessore della muratura; iv) quota in cui si riscontra una modifica di materiale o una modifica della fase costruttiva. Fra questi, la sezione in corrispondenza della quota di stacco della torre dagli edifici adiacenti è particolarmente significative in quanto il vincolo offerto dalla presenza degli altri edifici comporta una modifica di altezza libera e, quindi, del periodo di vibrare della struttura. Nelle analisi è possibile tenere conto di queste situazioni in modo parametrico, considerando due configurazioni limite di vincolo non efficace e di vincolo efficace. Si identificano quindi due modelli di analisi semplificati (Figura 6), che si distinguono sostanzialmente per la differente quota in cui si posiziona il vincolo di base:

- **Modello A**, a vincoli non efficaci (con campanile di altezza $H_A = 36,6 \text{ m}$);
- **Modello B**, a vincoli efficaci (con campanile di altezza $H_B = 22,6 \text{ m}$).

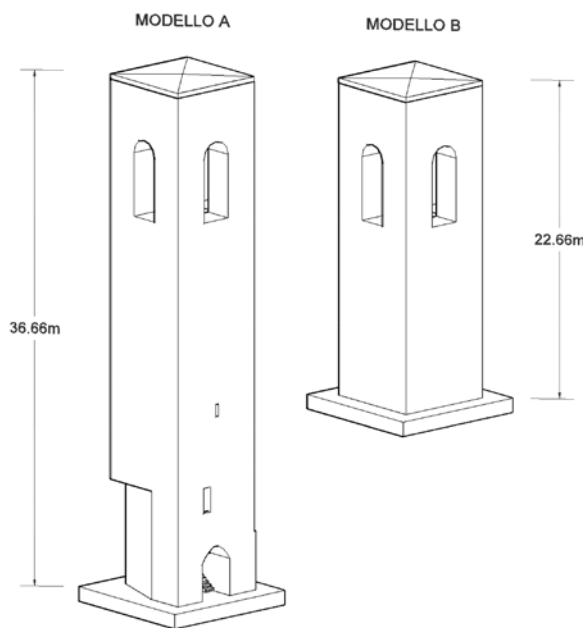


Fig. 6. Modelli semplificati analisi LV1

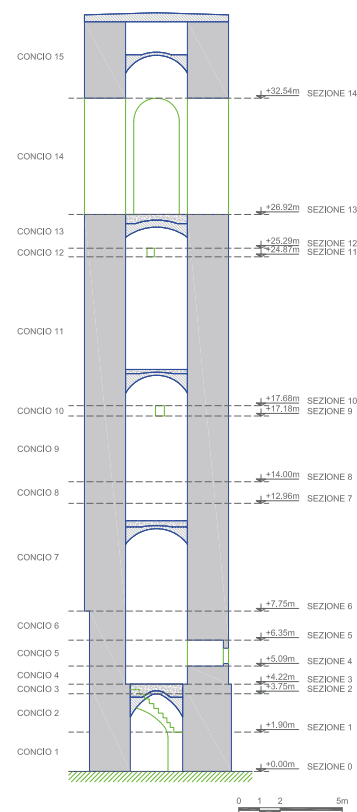


Fig. 7. Sezione trasversale campanile; suddivisione in conci

Nella Figura 7 è riportata la sezione del campanile con schematicamente indicata la suddivisione in conci del modello A. La verifica viene eseguita in corrispondenza di ogni cambio di sezione e in quattro direzioni (verso positivo e negativo di ciascun asse principale). Le aperture considerate nelle analisi sono quelle della cella campanaria, i varchi di ingresso e le aperture di dimensioni minori quali le piccole finestre presenti lungo la canna. I singoli conci sono rappresentati planimetricamente nelle Figura 8 e Figura 9. Le direzioni di analisi, coincidenti con le direzioni principali in pianta del campanile, sono indicate in Figura 10, e corrispondono a:

- asse Est-Ovest (direzione $\pm X$), allineato con la direttrice che va da Piazza delle Erbe a Via della Rocca;
- asse Nord-Sud (direzione $\pm Y$), ortogonale alla direttrice precedente.

Nella determinazione della domanda sismica, un parametro che risulta determinante, come si osserva dalla relazione (4), è il periodo proprio T_1 di vibrazione del campanile. In considerazione dell'effetto indotto dalla presenza del corpo

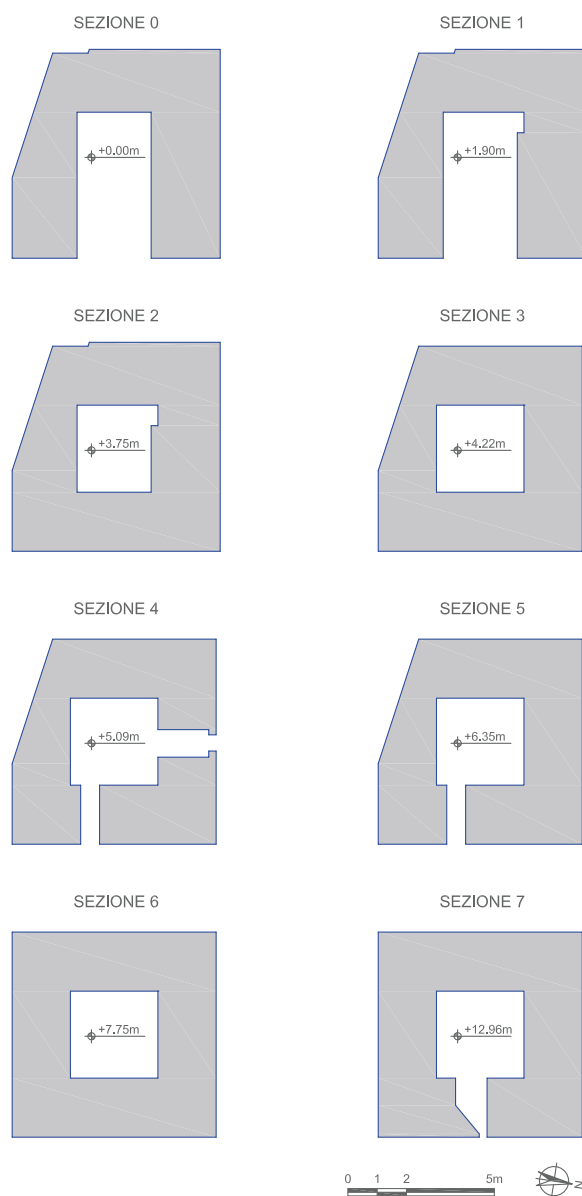


Fig. 8. Analisi LV1, sezioni trasversali dalla 0 alla 7

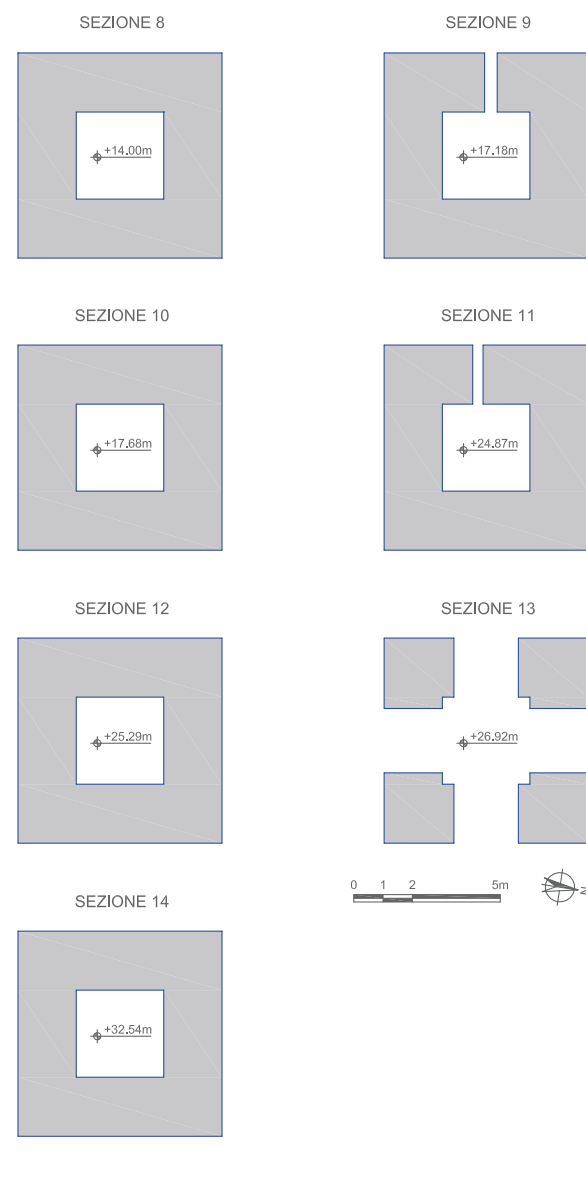


Fig. 9. Analisi LV1, sezioni trasversali dalla 8 alla 14



Fig. 10. Identificazione delle direzioni di analisi

della Collegiata ad esso adiacente, e della sua efficacia in termini di rigidità, si è proceduto valutandone gli effetti di rigidità e confinamento in termini parametrici analizzando i due modelli A e B. In modo analogo, la stima del periodo fondamentale è stata effettuata considerando le diverse formulazioni presenti in letteratura (riferite a condizioni non fessurate) che in funzione dell'altezza H esprimono il valore del periodo fondamentale. Le formulazioni considerate sono le seguenti:

- **formulazione NTC2008 [8]:**

$$T_1 = 0.050 \cdot H^{3/4} \quad (8)$$

- **formulazione di Rainieri & Fabbrocino [9],** basata sui risultati di una campagna sperimentale di identificazione dinamica di torri in muratura ricadenti nel territorio molisano:

$$T_1 = 0.013 \cdot H^{1.10} \quad (9)$$

- **formulazione teorica della dinamica dei sistemi continui:**

$$T_1 = 1.787 l^2 \sqrt{\frac{\gamma A}{E J g}} \quad (10)$$

A partire dal valore del periodo stimato con le espressioni precedenti, il periodo in condizioni fessurate, da utilizzarsi per la valutazione del comportamento allo stato limite ultimo, è ottenuto moltiplicando i valori dei periodi sopra determinati per un coefficiente amplificativo, come previsto dalla [2], qui assunto pari a 1.4. I risultati ottenuti con le varie formulazioni, riassunti in Tabella 2, mostrano marcate differenze.

I risultati ottenuti con il modello LV1, per tutte le analisi e considerando il periodo minimo e massimo ottenuto con le varie formulazioni, in condizioni non fessurate e fessurate, per entrambe le direzioni sismiche sono invece riassunti in Tabella 3. È possibile osservare che:

- sia per il modello A sia per il modello B, la sezione “critica”, ossia quella con i valori più bassi degli indici di rischio sismico, risulta sempre la sezione di base (Sezione 0 per il Modello A, Sezione 8 a quota +14.00 m per il Modello B);
- sia per il modello A sia per il modello B, l’indice di sicurezza ed il fattore di accelerazione raggiungono il valore minimo, comunque sempre maggiore dell’unità, in corrispondenza del periodo fondamentale minimo in condizione non fessurata;
- sia per il modello A sia per il modello B, l’indice di sicurezza ed il fattore di accelerazione raggiungono il loro valore massimo (pari al valore limite della normativa) in corrispondenza del periodo fondamentale massimo in condizione fessurata.

Risulta evidente come, pur nella sua semplicità e rapidità di esecuzione, il modello di analisi LV1 sia fortemente condizionato dalla variazione dei parametri in ingresso quali appunto il periodo fondamentale. Per questi motivi, così come è anche stata concepita dal normatore, la tipologia di analisi ha principalmente lo scopo di caratterizzare qualitativamente una scala di rischio sismico.

5. LV2 – MECCANISMI LOCALI

Il secondo livello di analisi consiste nell’applicazione del metodo dei cinematismi di collasso. L’analisi è sviluppata con le classiche ipotesi di materiale non resistente a trazione, con resistenza a compressione infinita e perfetto ingranamento tra gli elementi della catena cinematica. Le pareti murarie sono così considerate come corpi rigidi che ammettono atti di moto ruotando intorno a cerniere, di solito a sviluppo lineare. La verifica nei riguardi di questi meccanismi assume significato se è garantita la monoliticità della parete muraria, tale da impedire collassi puntuali per disgregazione della muratura.

Applicando il teorema cinematico dell’analisi limite è possibile determinare il moltiplicatore del carico sismico che porta all’attivazione del cinematismo di collasso analizzato; si utilizza il P.L.V. uguagliando il lavoro totale delle forze esterne a quello delle forze interne, che, nell’applicazione classica del metodo è nullo, poiché si trascurano gli effetti dissipativi. Per i dettagli si rimanda alla Circolare del 2009 [7], a cui è stato fatto riferimento per sviluppare l’analisi cinematica lineare.

L’applicazione del metodo richiede preliminarmente l’individuazione dei meccanismi locali ritenuti significativi per la costruzione, i quali possono essere individuati sulla base della conoscenza del comportamento sismico di strutture analoghe, già danneggiate dal terremoto, o individuati considerando la presenza di eventuali stati fessurativi, anche di natura non sismica. Ulteriori indicazioni possono essere desunte dalla qualità della connessione tra le pareti murarie, dalla tessitura muraria, dalla presenza di catene, dall’interazione con gli edifici adiacenti. Un’adeguata analisi visiva sia sulla qualità muraria sia sul tipo di orizzontamenti presenti può offrire indicazioni nella selezione di alcuni meccanismi a discapito di altri.

Identificati i meccanismi sulla base dei criteri esposti, alcuni dei quali rappresentati in Figura 11, per la valutazione dell’accelerazione che porta al raggiungimento dello SLV, è stato assunto come periodo fondamentale della struttura T_1 per entrambe

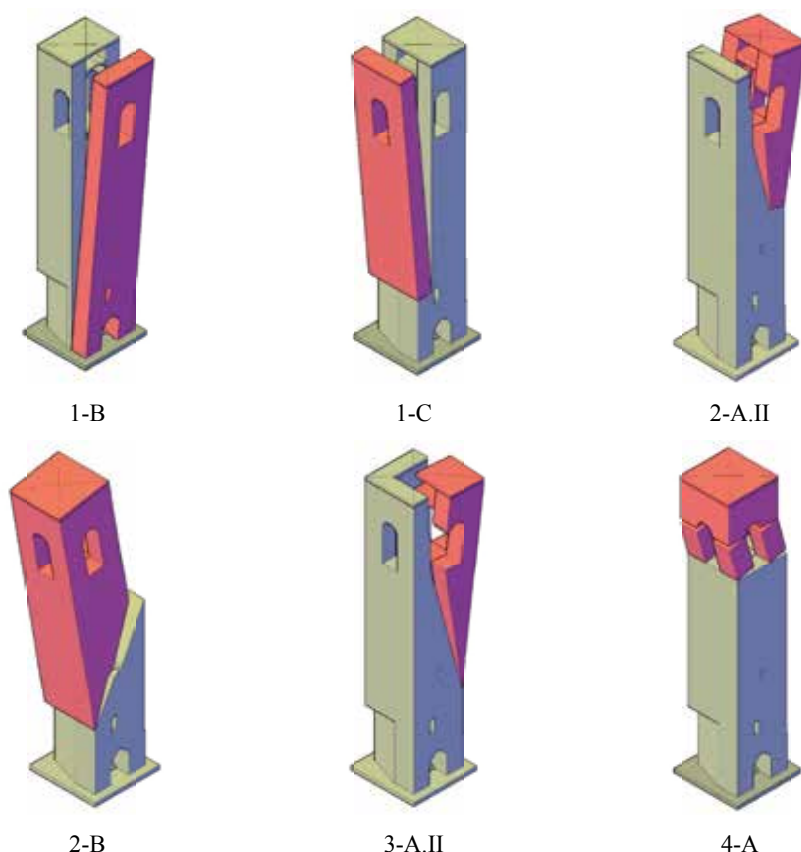


Fig. 11. Meccanismi di collasso analizzati (selezione)

le direzioni di analisi il valore minimo riportato in Tabella 2, relativo al Modello A, in condizioni fessurate (ed il medesimo fattore di confidenza). La totalità dei meccanismi presi in considerazione sono definiti e sinteticamente descritti invece in Tabella 4.

I risultati delle analisi sono riassunti in Tabella 5 in termini di periodo di ritorno (T_R), vita nominale (V_N), fattore di accelerazione ($f_{a,SLV}$) e indice di sicurezza sismica ($I_{s,SLV}$). È possibile osservare come la quasi totalità di questi risultati verificata. L'unico meccanismo che, seppur di poco, risulta non verificato è il cinematismo 1-B. Questo risultato è una conseguenza diretta delle ipotesi effettuate; è stata infatti assunta, in questo meccanismo, l'assenza di collegamento tra le pareti ortogonali ed è proprio questa assunzione che porta ad ottenere tempi di ritorno bassi e indici inferiori all'unità. Quando la connessione fra le pareti ortogonali è giudicata efficace, i tempi di ritorno si alzano portando gli indici di rischio a valori superiori all'unità.

Tabella 2. Periodo di vibrazione in condizioni non fessurate e fessurate.

Modello	Direzione	Fessurazione (SI/NO)	Periodo T_1 (s)	
			Min	Max
modello A Torre incastrata alla base	N-S	NO	0.683	0.950
		SI	0.956	1.330
	E-O	NO	0.683	0.956
		SI	0.936	1.311
modello B Torre incastrata a quota +14.00 m	N-S	NO	0.357	0.519
		SI	0.499	0.727
	E-O	NO	0.356	0.519
		SI	0.498	0.727

Tabella 3. Analisi LV1. Risultati in termini di periodo di ritorno (T_R), vita nominale (V_N), fattore di accelerazione ($f_{a,SLV}$) e indice di sicurezza sismica ($I_{s,SLV}$) in relazione ai valori massimi (fessurato) e minimi (non fessurato) del periodo proprio della struttura.

Modello	Direzione	T_1 (s)	T_R (anni)	V_N (anni)	$f_{a,SLV}$	$I_{s,SLV}$
modello A Torre incastrata alla base	N-S	0.68	486	51	1.01	1.02
		1.33	2475	261	1.60	5.21
	E-O	0.68	486	51	1.01	1.02
		1.31	2475	261	1.60	5.21
modello B Torre incastrata a quota +14.00 m	N-S	0.36	892	94	1.15	1.88
		0.73	2475	261	1.60	5.21
	E-O	0.36	892	94	1.15	1.88
		0.73	2475	261	1.60	5.21

Tabella 4. Meccanismi di collasso per analisi LV2.

Cinematismo	Codice	Caso	Descrizione
Ribaltamento semplice di parete monolitica	1	A	Ribaltamento dell'intera parete lato Nord con formazione della cerniera plastica a quota +0.00 in corrispondenza del punto più esterno della parete
	1	B	Ribaltamento dell'intera parete lato Est con formazione della cerniera plastica a quota +0.00 in corrispondenza del punto più esterno della parete
	1	C.I	Ribaltamento della porzione superiore della parete lato Sud con formazione della cerniera plastica a quota +7.75 in corrispondenza del punto più esterno della rastremazione presente sulla parete del campanile
	1	C.II	Ribaltamento della porzione superiore della parete lato Sud con formazione della cerniera plastica a quota +7.75 in corrispondenza del punto più interno della rastremazione presente sulla parete del campanile
	1	D	Ribaltamento della porzione superiore della parete lato Ovest con formazione della cerniera plastica a quota +7.75 in corrispondenza del punto più esterno della parete
Ribaltamento composto di parete con trascinamento di cuneo diagonale	2	A.I	Ribaltamento della porzione superiore della parete lato Nord accompagnata dal trascinamento di parti di struttura muraria appartenenti alle pareti ortogonali con formazione di piani di rottura con angolo di 30° rispetto alla verticale
	2	A.II	Ribaltamento della porzione superiore della parete lato Nord accompagnata dal trascinamento di parti di struttura muraria appartenenti alle pareti ortogonali con formazione di piani di rottura con angolo di 15° rispetto alla verticale
	2	B	Ribaltamento della porzione superiore della torre verso il lato Sud con formazione di piani di rottura inclinati dovuti alla presenza di aperture nelle pareti trasversali
Ribaltamento del cantonale	3	A.I	Ribaltamento del cantonale lato Nord-Est con formazione di piani di rottura con angolo di 30° rispetto alla verticale
	3	A.II	Ribaltamento del cantonale lato Nord-Est con formazione di piani di rottura con angolo di 15° rispetto alla verticale
Ribaltamento della cella campanaria	4	A	Ribaltamento per formazione di cerniere alle estremità di tutti i piedritti della cella campanaria
	4	B	Ribaltamento per formazione di cerniere alle estremità dei piedritti della cella campanaria e formazione di un piano di scorrimento alla base di una coppia di essi

Tabella 5. Analisi LV2. Risultati in termini di periodo di ritorno (T_R), vita nominale (V_N), fattore di accelerazione ($f_{a,SLV}$) e indice di sicurezza sismica ($I_{s,SLV}$).

Codice	Tipologia cinematismo	Attivazione	T_R (anni)	V_N (anni)	$f_{a,SLV}$	$I_{s,SLV}$
1-A	Ribaltamento semplice lato Nord	NO	488	51	1.01	1.03
1-B	Ribaltamento semplice lato Est	SI	244	26	0.79	0.51
1-C.I	Primo ribaltamento semplice lato Sud	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
1-D	Ribaltamento semplice della lato Ovest	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
2-A.I	Primo ribaltamento composto lato Nord	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
2-A.II	Secondo ribaltamento composto lato Nord	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
2-B	Ribaltamento composto lato Sud	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
3-A.I	Primo ribaltamento cantonale lato Nord-Est	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
3-A.II	Secondo ribaltamento cantonale lato Nord-Est	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
4-A	Primo ribaltamento cella campanaria	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21
4-B	Secondo ribaltamento cella campanaria	NO	> 2475	> 261	> 1.60	> 5.21

6. LV3 – ANALISI PUSHOVER

Il terzo livello di valutazione considerato dalle [2] prevede l'analisi della risposta sismica globale della struttura; questo è stato svolto impiegando un modello numerico in campo non lineare della torre sviluppando analisi pushover. In questo ultimo livello di analisi, la conoscenza geometrica, formale e materica della costruzione storica è, ancora più che nei livelli di analisi precedenti, il presupposto necessario per eseguire una valutazione attendibile della sicurezza sismica della costruzione nello stato attuale. Il grado di attendibilità del modello, e dei risultati da forniti, è strettamente legato al livello di indagine, ed ai dati di conseguenza disponibili (compresa l'individuazione delle fasi di costruzione e di trasformazione, utile per valutare la continuità strutturale dell'oggetto con il complesso circostante e selezionare così la scala di modellazione). Questi aspetti sono stati affrontati, in questo livello di indagine, ed in analogia a quanto fatto nei livelli precedenti, in forma comparativa individuando degli schemi limite di comportamento, come nel seguito riportato.

6.1 Modellazione della struttura

La modellazione numerica del campanile della Collegiata è stata eseguita mediante il metodo agli elementi finiti (FEM), usando il Codice di calcolo ANSYS, ed adottando una strategia di macro-modellazione. Il modello numerico è stato preliminarmente impiegato per eseguire analisi di sensibilità sia al fine di individuare gli aspetti che maggiormente influenzano la risposta strutturale, sia al fine di sopperire alla mancanza di dati sperimentali. In particolare, gli elementi che si ritiene abbiano maggiore effetto sul comportamento globale del modello numerico sono il grado di vincolo offerto dagli edifici adiacenti e la strategia di modellazione dei paramenti murari della torre (ivi compresi i parametri meccanici). Sono così stati analizzati due classi di modelli con paramento murario omogeneizzato, che differiscono fra loro per le condizioni di vincolo (Figura 12):

- **Modello IT** (modello di torre isolata) in cui è presente la sola torre;
- **Modello CT** (modello di torre confinata) in cui oltre alla torre sono modellate alcune porzioni di pareti appartenenti al corpo della Collegiata che interferiscono geometricamente con la torre.

Entrambi i modelli riproducono fedelmente le aperture sulle pareti e la cella campanaria; si as-

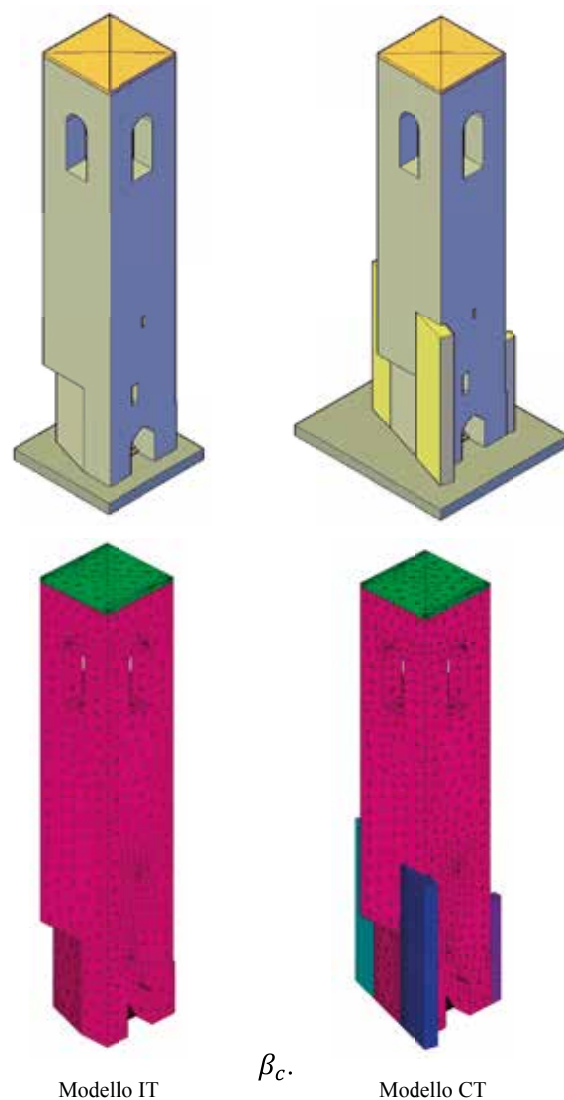


Fig. 12. Modelli numerici per analisi LV3

sume inoltre un terreno di fondazione rigido (modelli a base fissa). Complessivamente il campanile è interamente modellato mediante elementi solidi tridimensionali isoparametrici a 8 nodi (*Solid65*) con tre gradi di libertà per nodo (traslazioni lungo gli assi coordinati) e il modello finale consta di 7'053 nodi e 25'010 elementi 3D.

6.2 Modellazione della muratura

La muratura è tipicamente un materiale anisotropo non-omogeneo e non-lineare composto da unità (mattoni e/o pietre) e giunti di malta e, per questo, le strategie di modellazione dipendono sia dalle dimensioni e disposizione delle unità sia dalla dimensione dei giunti. Nel lavoro è stato utilizzato l'approccio della macro-modellazione, ossia unità, giunti di malta e interfacce sono modellati a livello globale da singoli elementi continui le cui proprietà meccaniche medie dipendono da quelle dei componenti di base e sono

determinate in base ad appropriate tecniche di omogeneizzazione. Per la definizione del comportamento elastoplastico del materiale, tenendo conto delle leggi materiali disponibili nel codice impiegato, si è assunto il modello di Drucker-Prager (di seguito DP). Inoltre, per tenere conto della ridistribuzione degli sforzi e della perdita di rigidità degli elementi conseguente ai fenomeni fessurativi, è stato introdotto il modello di fessurazione diffusa (*smeared cracking model*) proposta originariamente da Willam e Warnke (di seguito WW) per il calcestruzzo, secondo cui l'elemento è in grado di fessurarsi per trazione e schiacciarsi in compressione. Il modello di WW, per bassi valori della pressione idrostatica [10], richiede la definizione di due parametri: le resistenze a compressione e a trazione monoassiali $f_{c,WW}$ e $f_{t,WW}$. Due ulteriori parametri, β_t e β_c , controllano gli sforzi tangenziali sui piani di fessurazione. Combinando opportunamente i due criteri ([10]), è possibile riprodurre un comportamento meccanico di un materiale omogeneo, isotropo, con deformazioni plastiche e possibilità di subire fenomeni di fessurazione e schiacciamento. Nel complesso, i parametri necessari per la definizione dei modelli sono i seguenti:

- i parametri plastici (DP): c , φ , e δ
- i parametri di fessurazione e rottura (WW): $f_{c,WW}$, $f_{t,WW}$, β_t e β_c

La selezione dei parametri, e la combinazione dei due modelli di conseguenza, richiede un'attenta definizione dei suddetti parametri; secondo l'evidenza sperimentale ([10]), la selezione deve rispettare i seguenti criteri:

- la resistenza a trazione $f_{t,WW}$ deve essere inferiore alla resistenza a trazione derivata dal modello di plasticità $f_{t,DP}$;
- la resistenza a compressione $f_{c,WW}$ deve essere superiore alla resistenza a compressione derivata dal modello di plasticità $f_{c,DP}$, per garantire il corretto comportamento plastico della muratura nella zona mista di trazione-compressione.

Nel caso in esame, non disponendo di specifiche prove sperimentali atte a caratterizzare i parametri sopra descritti, analizzando risultati di letteratura, sono stati impiegati i set di parametri riportati in Tabella 6. I set A e B, ottenuti fissando i parametri plastici, differiscono esclusivamente per la resistenza a trazione $f_{t,WW}$ che nel primo set è doppia rispetto al secondo. Tale scelta è

stata effettuata allo scopo di indagare l'influenza della resistenza a trazione del materiale sulla resistenza dell'intera struttura e sulle modalità di propagazione dei fenomeni di rottura. In maniera analoga, al fine di indagare anche l'influenza della resistenza a compressione, è stato introdotto il set C nel quale sono state fissate le resistenze $f_{c,DP}$ e $f_{t,WW}$, con la prima 5 volte più grande rispetto a quella assunta per i set A e B, e ricavati i relativi parametri plastici. Per le caratteristiche elastiche della muratura, ossia modulo di elasticità, coefficiente di Poisson e densità, sono conservati i valori già indicati in Tabella 1.

Tabella 6. Parametri di riferimento per i modelli di DP e WW.

Modello	c [N/mm ²]	φ [°]	$f_{c,DP}$ [N/mm ²]	$f_{t,WW}$ [N/mm ²]
A	0.23	40.0	0.987	0.212
B	0.23	40.0	0.987	0.106
C	0.35	73.8	5.000	0.100

6.3 Identificazione modale

Durante la ricerca, il campanile è stato oggetto di una campagna di misure dinamiche tramite radar interferometrico che hanno portato a stimare le prime due frequenze fondamentali a 1.71 Hz e 1.84 Hz; queste rappresentano, rispettivamente, le frequenze del campanile nelle direzioni Nord-Sud ed Est-Ovest. Anche se le analisi pushover sono svolte attraverso l'applicazione statica di azioni orizzontali monotone crescenti, e dunque in un certo senso indipendenti dalle caratteristiche dinamiche rilevate per la struttura in esame, è comunque opportuno valutare gli effetti che la scelta dei parametri elastici ha sulle forme modali (relative ai modelli numerici sviluppati).

È stata così eseguita l'analisi modale sul modello IT assegnando i parametri elastici di base riportati in Tabella 1; modello **IT(a)**. Osservando i risultati ottenuti e confrontandoli con le frequenze sperimentali, emerge un divario significativo con l'evidenza sperimentale sia fra i singoli valori delle frequenze, sia sulle direzioni delle forme modali. Poiché la frequenza, a parità di geometria e massa, è proporzionale al modulo elastico del materiale costituente il campanile, si è determinato il valore che quest'ultimo deve assumere affinché si riduca al minimo l'errore sulle frequenze stesse. Il modello così modificato è stato indicato come modello **IT(b)**. Nella Tabella 7 e nella Figura 13 sono riassunti i risultati ottenuti. È interessante osservare come il modello **IT(b)** riproduca fedelmente i singoli valori delle frequenze sperimentali, non cogliendo viceversa le direzioni modali. È

peraltro evidente come nel caso del modello isolato le prime due direzioni modali coincidano con le direzioni principali in pianta che il campanile assume a seguito dell'eliminazione della porzione di paramento esterno sul lato dell'abside della collegiata.

Si esegue quindi l'analisi modale con il modello CT assegnando sia al campanile sia ai vincoli i parametri elastici di base riportati in Tabella 1; modello **CT(a)**. Osservando i risultati ottenuti e confrontandoli con quelli dei modelli IT è evidente come la presenza di strutture adiacenti, qui semplificate attraverso la modellazione di porzio-

ni di pareti, comporti sia l'aumento della frequenza (come ovvio, aumentando la rigidezza), sia un cambiamento delle direzioni modali, che questa volta si orientano nel verso di quelle sperimentali. Al fine di indagare la sensibilità del modello nei confronti del grado di confinamento offerto dalle strutture della Collegiata, sono state determinate le frequenze e le direzioni modali raddoppiando il modulo elastico dei vincoli rispetto al caso precedente; modello **CT(b)**.

Con tale modifica (Tabella 8) sia i valori delle frequenze numeriche sia le direzioni modali si avvicinano ulteriormente ai dati sperimentali. Si può quindi ritenere plausibile che esista un set di parametri elastici che, nonostante tutte le incertezze derivanti dalle ipotesi su materiali e geometria, riesca a riprodurre le caratteristiche dinamiche sperimentali. Per determinare tale set, con l'ausilio del software MATLAB, è stato impostato un procedimento iterativo che ha previsto l'esecuzione di un'analisi modale ad ogni passo nel quale rimangono fissate la densità ed il modulo elastico del campanile ai valori del modello **CT(a)**, mentre variano e si aggiornano ad ogni iterazione, secondo un criterio prestabilito all'interno di un range molto ampio ($E / 1000$; $1000 \cdot E$, con E modulo elastico del campanile), i moduli elastici dei vincoli (ogni vincolo con un diverso valore); modello **CT(c1)**. I risultati ottenuti alla fine del procedimento iterativo mostrano un innalzamento delle frequenze numeriche rispetto a quelle del modello precedente, che in questo caso superano i valori sperimentali, e un ulteriore avvicinamento alle direzioni modali che però non riproducono pienamente quelle rilevate sperimentalmente. Trattandosi di un problema lineare, esiste sicuramente una combinazione per i moduli elastici dei vincoli in grado di riprodurre numericamente le stesse frequenze sperimentali ma, osservando le direzioni assunte dalle forme modali nei modelli (c1) e (b), si può asserire che per attuali caratteristiche dei materiali, non si arriva comunque alla coincidenza fra le forme numeriche e sperimentali.

Essendo la selezione delle caratteristiche meccaniche del materiale costituente il campanile stata effettuata a partire dai valori indicati in normativa e non da specifiche indagini in situ, al fine di indagare se è proprio tale scelta a non permettere la coincidente riproduzione dell'accoppiata frequenze-direzioni modali sperimentali, si è ripetuto lo stesso procedimento iterativo mantenendo ancora fissa la densità e facendo variare, oltre al modulo elastico dei vincoli, anche quello del campanile, quest'ultimo all'interno di un range determinato secondo le indicazioni della [7];

Tabella 7. Risultati analisi dinamica modelli IT ($E = 2200$ MPa).

Mod.	E torre	E vincoli	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_1/f_2 [-]	Errore % f_1	Errore % f_2	Errore % f_1/f_2
IT (a)	E	NO	1.023	1.101	0.923	-40%	-40%	+0%
IT (b)	3 E	NO	1.710	1.840	0.929	+0%	+0%	+0%

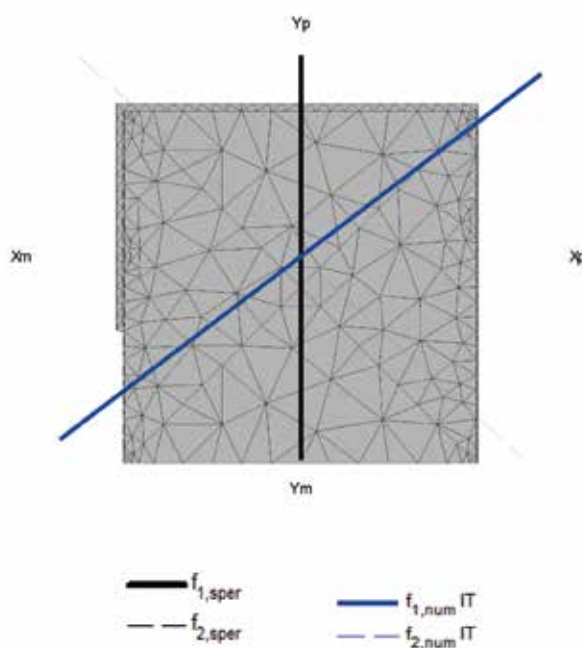


Fig. 13. Forme modali modelli IT

Tabella 8. Risultati analisi dinamica modelli CT ($E = 2200$ MPa).

Mod.	E torre	E vincoli	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_1/f_2 [-]	Errore % f_1	Errore % f_2	Errore % f_1/f_2
CT (a)	E	E	1.536	1.828	0.840	-10%	-1%	-10%
CT (b)	E	2 E	1.664	1.932	0.861	+3%	+5%	-7%
CT (c1)	E	100 E	2.135	2.303	0.923	+25%	+25%	0%
CT (d)	E	rigidi	1.719	1.722	0.998	+0%	-6%	+7%

modello **CT(c2)**. Anche in questo caso, come nel precedente, non è possibile determinare una combinazione di parametri tale da riprodurre contemporaneamente frequenze sperimentali e direzioni modali. A titolo puramente esplorativo si è ripetuto il procedimento iterativo, portando il range di riferimento per il modulo elastico del campanile a quello di base indicato nella Circolare 2009 [7] per la tipologia di muratura lasciando invariate le ipotesi fatte sulla densità e sugli altri moduli elastici; modello **CT(c3)**. Considerando infine che il complesso confinamento messo in atto dalle strutture adiacenti può essere inteso in maniera equivalente, almeno in termini di frequenza relativa al primo modo di vibrare, come un vincolo uniformemente diffuso che fissa tutti gli spostamenti per la porzione inferiore del campanile, almeno per una dinamica debole, è stato anche analizzato il caso limite di torre incastrata fino alla quota di 7.50 m; modello **CT(d)**. Eliminando di fatto la porzione inferiore, che presenta le asimmetrie geometriche dovute alla presenza del taglio dello spigolo sul lato Sud-Ovest del campanile, il modello assume caratteristiche di simmetria tali da rendere coincidenti le forme modali nelle due direzioni e fornisce valori per le frequenze numeriche coincidenti con la frequenza fondamentale rilevata sperimentalmente con un'evidente rotazione delle forme modali rispetto a quelle dei modelli fin qui analizzati. Nella Tabella 8 e nella Figura 14 sono riassunti i risultati principali delle analisi svolte.

Risulta chiaro dai risultati delle analisi parame-

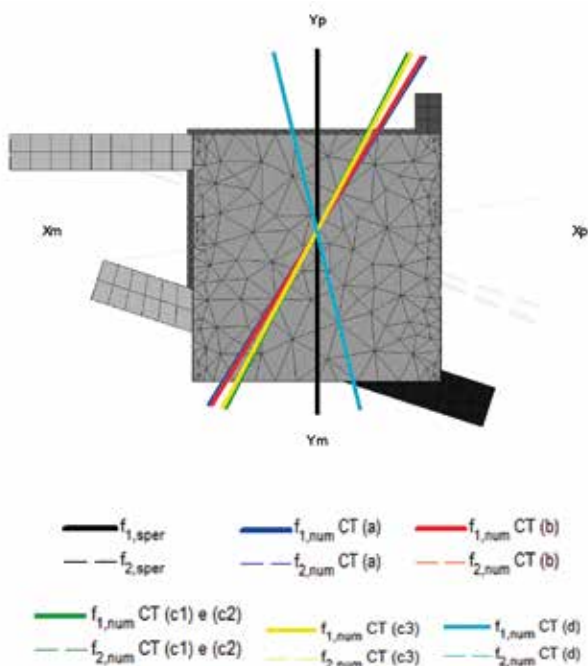


Fig. 14. Forme modali modelli CT

triche sopra esposti, come la presenza delle strutture adiacenti sia fondamentale per caratterizzare la dinamica del campanile. Fra tutte le modellazioni effettuate, le direzioni modali numeriche non riproducono mai con sufficiente accuratezza quelle rilevate in fase di indagine, rimanendo sempre orientate verso le direzioni diagonali della sezione di base. Anche ritenendo accettabili le ipotesi fatte, il procedimento iterativo adottato per la determinazione del modulo elastico dinamico equivalente del campanile e dei vincoli fornisce dei risultati che non trovano riscontro fisico nelle direzioni stimate delle forme modali. Va d'altronde osservato che mentre i risultati sperimentali non sono affetti da incertezze per quanto riguarda i valori numerici delle frequenze della struttura, così non è per le forme modali la cui direzione è stata stimata ma non valutata con la sufficiente accuratezza. I risultati delle analisi modali numeriche qui discussi indicano pertanto la necessità di approfondire la campagna sperimentale al fine di meglio caratterizzare la forma dei modi proprio di vibrare del campanile.

6.4 Verifiche sismiche

Alla luce di quanto osservato nel paragrafo precedente, si ritiene di dover assumere come modelli su cui effettuare le analisi di rischio sismico i due seguenti:

- **modello IT(a)**, torre isolata con modulo elastico determinato secondo le indicazioni della Circolare 2009 [7] per LC1 (Tabella 1);
- **modello CT(d)**, torre confinata, analoga alla torre isolata ma con altezza ridotta di 7.50 m;

Essi sono stati selezionati in quanto rappresentano due condizioni limite di campanile completamente libero da vincoli (isolato) e campanile con vincoli efficaci (confinato).

Le analisi di rischio sismico sono state eseguite confrontando la capacità di spostamento con la domanda di spostamento attraverso il Capacity Spectrum Method (CSM), ripreso e modificato dal metodo N2 di Fajfar [11]. Il confronto tra capacità e domanda si effettua per via grafica confrontando, nel formato ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), la capacità sismica della struttura, espressa da una bilineare equivalente ottenuta dalla curva di capacità, con la domanda sismica relativa al sito in esame, entrambe in termini di accelerazioni e spostamenti spettrali. Il metodo offre un'efficace valutazione grafica della risposta in quanto l'intersezione del-

Tabella 9. Sintesi analisi ADRS.

Modello	Set parametri non lineari	Direzione sismica	Domanda sismica $[d_{max} \text{ in mm}]$	Capacità sismica $[d_u \text{ in mm}]$	Indice C/D $[d_u / d_{max}]$
IT (a)	A	X-	62.4	332.1	5.32
		X+	62.0	140.7	2.27
		Y-	61.8	233.2	3.77
		Y+	59.1	180.9	3.06
	B	X-	61.9	162.0	2.62
		X+	64.1	127.0	1.98
		Y-	61.5	131.2	2.13
		Y+	59.1	121.3	2.05
	C	X-	71.8	361.2	5.03
		X+	72.8	386.8	5.31
		Y-	66.9	223.1	3.34
		Y+	68.2	422.3	6.19
CT (d)	A	X-	31.7	120.6	3.81
		X+	31.8	129.6	4.08
		Y-	32.6	132.9	4.07
		Y+	32.6	130.8	4.01
	B	X-	32.2	97.4	3.02
		X+	32.5	114.1	3.52
		Y-	32.4	74.2	2.29
		Y+	32.8	91.7	2.79
	C	X-	38.2	201.1	5.27
		X+	43.4	276.5	6.37
		Y-	41.5	221.6	5.34
		Y+	43.7	264.0	6.05

Tabella 10. Analisi LV3. Risultati in termini di periodo di ritorno (T_R), vita nominale (V_N), fattore di accelerazione ($f_{a,SLV}$) e indice di sicurezza sismica ($I_{s,SLV}$).

	Modello	T^* (s)	T_R (anni)	V_N (anni)	$f_{a,SLV}$	$I_{s,SLV}$
Direzione Sud (-Y)	TI-A	0.97	> 2475	=	2.12	=
	TI-B	1.01	1714	181	1.43	6.31
	TI-C	1.14	> 2475	=	4.88	=
	TC-A	0.52	> 2475	=	3.78	=
	TC-B	0.53	> 2475	=	3.26	=
	TC-C	0.71	> 2475	=	5.91	=
Direzione Nord (+Y)	TI-A	0.98	> 2475	=	4.97	=
	TI-B	0.97	> 2475	=	2.44	=
	TI-C	1.13	> 2475	=	4.70	=
	TC-A	0.52	> 2475	=	3.54	=
	TC-B	0.53	> 2475	=	2.82	=
	TC-C	0.63	> 2475	=	4.93	=
Direzione Est (+X)	TI-A	0.82	> 2475	=	3.35	=
	TI-B	0.82	> 2475	=	2.25	=
	TI-C	0.94	> 2475	=	6.74	=
	TC-A	0.53	> 2475	=	3.80	=
	TC-B	0.54	> 2475	=	2.62	=
	TC-C	0.71	> 2475	=	5.61	=
Direzione Ovest (-X)	TI-A	0.85	> 2475	=	4.10	=
	TI-B	0.85	> 2475	=	2.34	=
	TI-C	0.92	> 2475	=	3.63	=
	TC-A	0.53	> 2475	=	3.77	=
	TC-B	0.53	> 2475	=	2.14	=
	TC-C	0.68	> 2475	=	6.06	=

lo spettro di capacità con lo spettro di domanda individua un punto, detto punto di funzionamento della struttura (*Performance Point*), che rappresenta la condizione in cui la capacità sismica della struttura è pari alla domanda. Per i dettagli si rimanda ai lavori citati, ed all'applicazione secondo le NTC 2008 [8]. Sono state eseguite com-

pletivamente 24 analisi pushover (2 modelli, 3 set di parametri non lineari, 4 direzioni principali) considerando la distribuzione di forze d'inerzia appartenenti al Gruppo 2 a) così come definito dalle [8] e le curve di capacità così ottenute sono state impiegate per ricostruire i sistemi equivalenti ad un grado di libertà (Single Degree Of Freedom - SDOF). A titolo di esempio la Figura 15 illustra graficamente il procedimento di analisi per il modello IT (a), con parametri non lineari del set B per la direzione sismica X-.

I risultati del procedimento sull'intero set di analisi, con riportati gli indici di vulnerabilità ottenuti, sono invece riassunti in Tabella 9 e Tabella 10. Si osserva come il modello confinato presenti indici di sicurezza più alti rispetto a quello isolato. Si può inoltre evidenziare come per entrambi i modelli, ed entrambe le direzioni sismiche, si raggiungono i valori più bassi in corrispondenza del

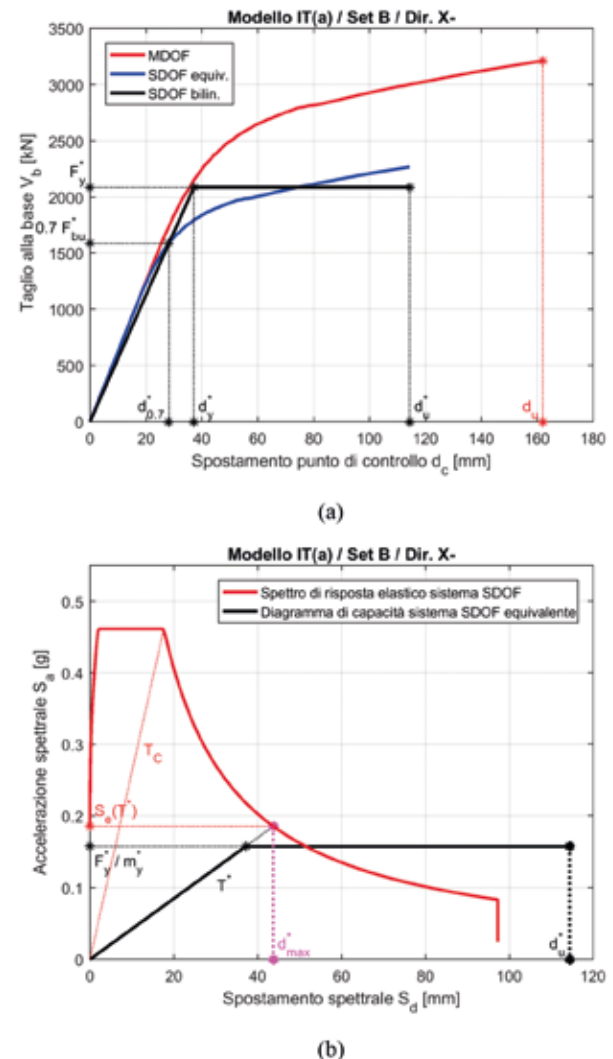


Fig. 15. Curva di capacità (a) e verifica in formato ADRS (b) per il modello IT(a) con set di parametri B e direzione dell'azione X-.

set di parametri non lineari B, verosimilmente in ragione del fatto che in esso si è assunta la minima resistenza a trazione del materiale fra i 3 set. Per rappresentare i risultati ottenuti in forma sintetica, ed analizzare gli effetti indotti sul rapporto tra capacità $[d_u]$ e domanda $[d_{max}]$ sia dai parametri di resistenza della muratura, sia dalla modifica geometrica nella sezione di base introdotta dalle modifiche del XV secolo, è utile analizzare i risultati espressi mediante il cosiddetto *capacity basket* ([12]), riportato nella Figura 16. In Figura 16a, relativa al modello IT, si osserva che la presenza della sezione di imposta del vano di accesso e dell'intaglio sul fronte absidale, introduce una significativa differenza nelle diverse direzioni della capacità sismica. Analizzando invece solo il modello confinato (Figura 16b), il rapporto tra capacità $[d_u]$ e domanda $[d_{max}]$ aumenta proporzionalmente all'aumentare delle caratteristiche di

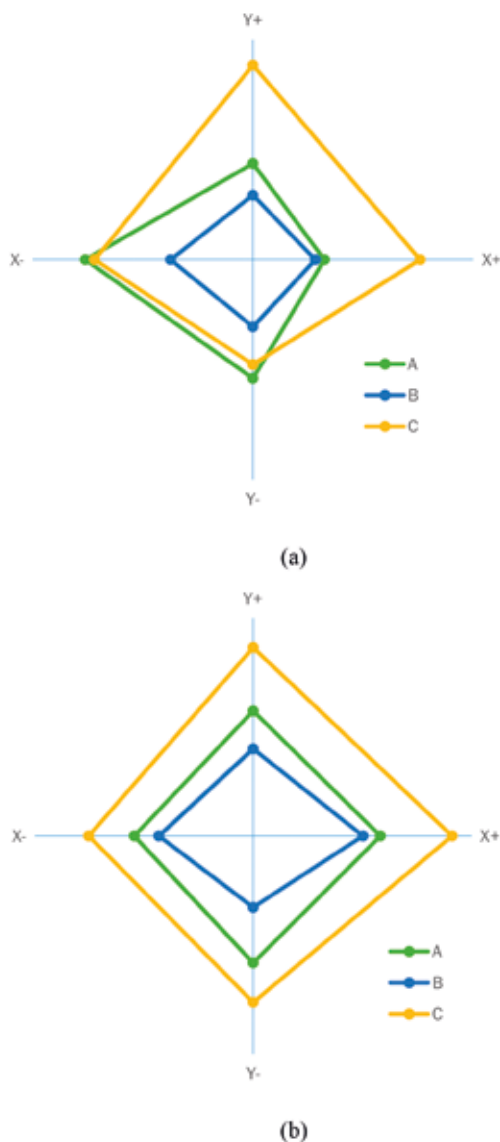


Fig. 16. Capacity basket per l'indice C/D: (a) Modello IT(a); (b) Modello CT(d)

resistenza del materiale introdotte con i parametri non lineari.

6.5 Analisi del quadro fessurativo

Per analizzare i risultati delle analisi numeriche, è interessante approfondire lo studio dei modelli IT(a) e CT(d), con parametri non lineari di cui al set B in cui la resistenza a trazione è circa 1/10 della resistenza a compressione, analizzando l'evoluzione della risposta strutturale in termini di deformazione plastica e quadro fessurativo. Di seguito questi sono illustrati, per una parete del campanile e per alcuni punti significativi individuati lungo la curva di capacità, ognuno dei quali rappresentativo di un particolare stato (Figura 17). I punti illustrati sono i seguenti:

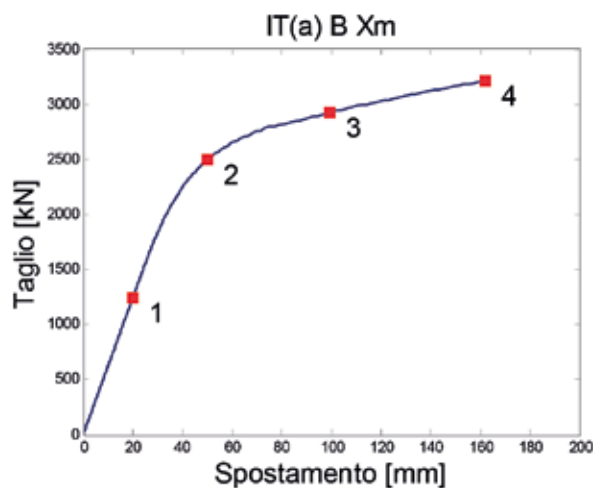


Fig. 17. Curva di capacità tipo

- P.to 1, sul ramo elastico, caratterizzato da uno stato deformativo reversibile in cui il materiale non ha ancora raggiunto la resistenza a trazione limite;
- P.to 2, nella zona dello “snervamento”, ossia dove è stata raggiunta ed in alcuni punti superata la resistenza a trazione del materiale, si è avviata la plasticizzazione e con essa si sviluppano fessurazioni;
- P.to 3, nel tratto plastico, in cui aumenta l'ampiezza delle fessure e si attinge quasi esclusivamente alla capacità plastica del materiale;
- P.to 4, a rottura, ossia dove la struttura perde capacità resistente nei confronti delle azioni orizzontali applicate e si interrompe numericamente l'analisi pushover.

Nella Figura 18 è rappresentata l'evoluzione della fessurazione e nella Figura 19 l'evoluzione delle deformazioni plastiche. I risultati si riferiscono per entrambi i modelli alla parete rivolta a Ovest, per

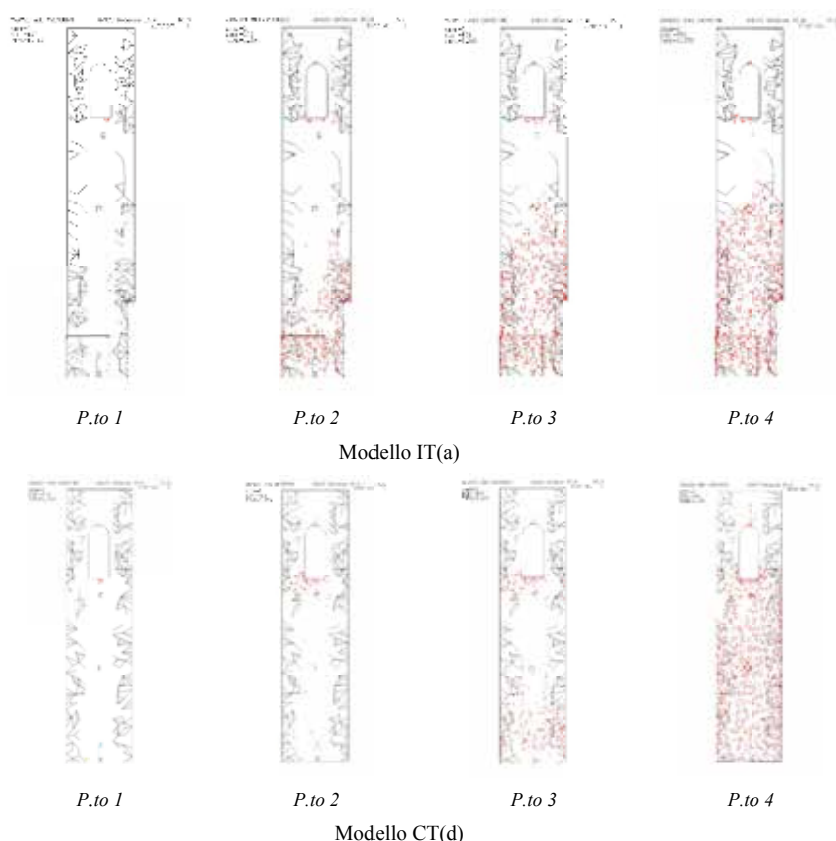


Fig. 18. Rappresentazione dell'evoluzione del quadro fessurativo sulla parete Ovest per i modelli IT(a) e CT(d), con set di parametri B e direzione dell'azione X-

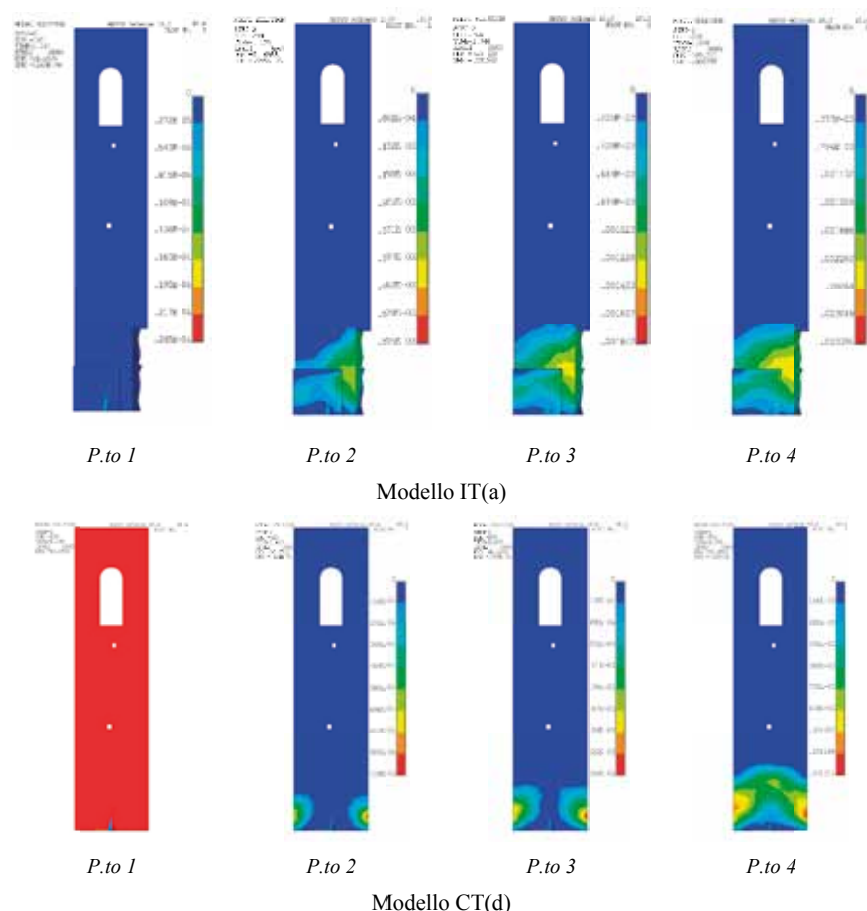


Fig. 19. Rappresentazione dell'evoluzione della deformazione plastica sulla parete Ovest per i modelli IT(a) e CT(d), con set di parametri B e direzione dell'azione X-

la direzione di analisi X-. È immediato osservare che per entrambi i modelli le prime fessure si manifestano nella porzione inferiore della torre e, in misura più modesta, anche in corrispondenza delle aperture della cella campanaria. Il collasso (numerico) si raggiunge a seguito dell'incremento e diffusione delle fessure lungo il fusto della torre. Appare inoltre evidente come la rastremazione nella parete Sud del modello isolato sia strada preferenziale per l'origine e lo sviluppo delle deformazioni plastiche, che invece nel modello confinato rispecchiano la simmetria geometrica.

CONCLUSIONI

Nella memoria, mediante una serie di valutazioni di tipo comparativo, è stato analizzato, variando sia le caratteristiche meccaniche della muratura sia il grado di vincolo offerto dalle strutture adiacenti, il rischio sismico della torre campanaria della Collegiata di Santa Maria Assunta a San Gimignano. Le analisi a scala territoriale (LV1), nelle quali il periodo proprio della struttura, necessario per stimare da richiesta sismica, è stato valutato attraverso diverse formulazioni empiriche ed analitiche, non hanno evidenziato situazioni di particolare criticità. Per quanto riguarda le analisi locali (LV2), solo uno dei meccanismi analizzati è risultato non essere verificato: nella quasi totalità dei casi, sia il fattore di accelerazione sia l'indice di sicurezza sismica sono risultati superiori o prossimi all'unità. Le analisi di livello LV3 sono state sviluppate con modelli numerici globali agli elementi finiti dell'intera struttura, nei quali gli effetti prodotti dall'incertezza sulle resistenze dei materiali e dalla presenza degli edifici adiacenti sono stati stimati in forma parametrica analizzando due configurazioni limite di torre isolata e di torre confinata. La valutazione di vulnerabilità è stata eseguita con analisi pushover sui due schemi limite, ed i entrambi i casi non si evidenziano condizioni di criticità in quanto la capacità di spostamento del sistema risulta sempre maggiore della domanda.

RINGRAZIAMENTI

Gli autori ringraziano la Regione Toscana che ha finanziato la ricerca nell'ambito dei fondi PAR FAS (Linea di Azione 1.1.a.3 - Scienze e tecnologie per la salvaguardia e la valorizzazione dei beni culturali). Si ringrazia inoltre l'Arch. Sergio Morieri per avere consentito l'accesso alla torre ed avere messo a disposizione alcuni degli elaborati di rilievo.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- [1] Fioravanti M., Mecca S. (a cura di). *The Safeguard of Cultural Heritage: A Challenge from the Past for the Europe of Tomorrow*. Firenze University Press, Firenze Italia, 2011, p. 368. ISBN: 978-88-6655-058-7.
- [2] DPCM 2011. "Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle NTC 2008." G. U. n. 47 del 26.02.2011.
- [3] Bartoli G., Betti M. (2012). "Il progetto RiSEM: rischio sismico negli edifici monumentali." Atti del Workshop on Design for Rehabilitation of Masonry Structures, Firenze, 10-11 novembre 2011, pp. 221-230.
- [4] Bartoli G., Betti M., Giannetti D., Mazzotta P., Ortolani B., Vignoli A. (2014). Vulnerabilità e rischio sismico della torre Coppi-Campatelli a San Gimignano. *Bollettino degli Ingegneri, Collegio Ingegneri della Toscana*, Vol. LXII (7), pp. 12-29.
- [5] Bartoli G., Betti M., Monchetti S. (2015). "Rischio sismico di edifici a Torre in muratura. Un caso studio a San Gimignano." *Bollettino degli Ingegneri, Collegio Ingegneri della Toscana*, Vol. LXIII (11), pp. 3-14.
- [6] Bartoli G., Betti M., Galano L., Posi L., Zini G. (2016). Analisi del rischio sismico di una torre medioevale in muratura. *Bollettino degli Ingegneri, Collegio Ingegneri della Toscana*, Vol. LXIV (5), pp. 3-19.
- [7] Circolare 2009. "Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009. Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008." G.U. n. 47 del 26.02.2009, S.O. n. 27.
- [8] NTC 2008 (D.M. del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 14/01/2008) (2008). "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni." G.U. n. 29 del 04.02.2008, S.O. n. 30.
- [9] Rainieri C., Fabbrocino G. (2011). "Il periodo elastico delle torri in muratura: correlazioni empiriche per la previsione." Atti del XIV Congresso Nazionale L'Ingegneria Sismica in Italia, Bari, 18-22 settembre 2011.
- [10] Betti M., Galano L., Vignoli A. (2016). "Finite element modelling for seismic assessment of historic masonry buildings", in D'Amico, S. (ed), *Earthquakes and Their Impact on Society*. Springer Natural Hazards, pag. 377-415.
- [11] Fajfar P., Gaspersic P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 25, pp. 31-46.
- [12] Calò I., Cannizzaro F., D'Amore E., Marletta M., Pantò B. (2008). "A new discrete-element approach for the assessment of the seismic resistance of composite reinforced concrete masonry buildings." *Proceedings of the Seismic Engineering International Conference commemorating the 1908 Messina and Reggio Calabria Earthquake (MERCEA08)*, Reggio Calabria, July 8-11, 2008, pp. 832-839.

Gianni BARTOLI (gianni.bartoli@unifi.it) è nato nel 1962 a Firenze e si è laureato in Ingegneria Civile nel 1988 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente è Professore Associato di Tecnica delle Costruzioni presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze, dove si occupa di ricerca nei campi dell'ingegneria del vento e degli edifici monumentali.

Michele BETTI (mbetti@dicea.unifi.it) è nato nel 1971 a Firenze e si è laureato in Ingegneria Civile nel 1996 presso la Facoltà d'Ingegneria dell'Università di Firenze. Attualmente è Ricercatore di Scienza delle Costruzioni presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze, dove si occupa di ricerca nei campi della vulnerabilità sismica degli edifici monumentali in muratura e dell'identificazione strutturale.

Fabio IOCCO (ing.fabio.iocco@gmail.com) è nato nel 1985 a Lanciano (CH) e si è laureato in Ingegneria Civile nel 2016 presso la Scuola di Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. Attualmente svolge la libera professione e si occupa di progettazione strutturale, sicurezza nei luoghi di lavoro, con particolare riferimento ai cantieri edili, e prevenzione incendi, con particolare riferimento agli edifici storico-monumentali.

Silvia MONCHETTI (silvia.monchetti@dicea.unifi.it), è nata nel 1987 a Firenze, si è laureata in Ingegneria Civile nel 2014 presso la Scuola d'Ingegneria dell'Università degli Studi di Firenze. Attualmente è dottoranda di ricerca presso il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università degli Studi di Firenze. Si interessa di valutazione del rischio sismico degli edifici monumentali in muratura.